

Значения прогибов балок в момент появления трещин в железобетонных полках составляют:

Марка образца	Предварительное напряжение в арматуре σ_{sp} , МПа	Нагрузка трещинообразования F_{crc} , кН	Прогиб в момент появления трещины f_{crc} , мм
Б-1	0	8	1,7
БН-1	70	10	1,6
БН-2	210	16	1,8

Учитывая характер работы конструкций, можно сопоставить соотношения значений нагрузок трещинообразования F_{crc} и прогибов f_{crc} балок с предварительным напряжением БН-2 и без обжатия Б-1. Нагрузка трещинообразования у балки БН-2 в два раза больше, чем у Б-1. В то же время величины прогибов указанных балок были близкими.

Приведенные выше результаты выполненных экспериментальных исследований позволяют сделать вывод, что локальное предварительное напряжение сталежелезобетонных элементов с железобетонной полкой в растянутой зоне является эффективным. Это открывает возможность повышения несущей способности неразрезных многопролетных сталежелезобетонных балок.

1. Eurocode 4: Расчет и конструирование комплексных несущих конструкций из стали и бетона. ENV 1994-1-1: Пер. с нем. – Полтава: ПГТУ, 1997. – 180 с.

2. Избаш М.Ю., Шагин А.Л. Сталежелезобетонные элементы в реконструкции зданий // Будівельні конструкції. Вип.50. – К.: НДБК, 1999. – С.78-84.

Получено 16.03.2007

УДК 624.012.45 : 620.17

В.Н.РУДАКОВ, канд. техн. наук, РАХИМ СОРАН

Харьковская национальная академия городского хозяйства

ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СЖАТЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, АРМИРОВАННЫХ ПРОДОЛЬНОЙ СТЕРЖНЕВОЙ И ПОПЕРЕЧНОЙ ТОНКОЛИСТОВОЙ АРМАТУРОЙ

Приводится описание технологии изготовления образцов-близнецов в форме бетонных, железобетонных и сталежелезобетонных призм поперечного сечения $b \times b = 150 \times 150$ мм и высотами $h = 75; 100; 150$ и 600 мм из бетона марок 200 и 400, армированных продольной стержневой арматурой 4Ø12A400C и поперечной Ø4 Вр-I. Описывается методика проведения испытаний этих образцов на осевое сжатие и в табличной форме представлены полученные результаты. В рамках механики разрушения микрополяризованной среды, разработанной В.Н.Рудаковым, предлагается теоретическое решение по определению прочности негибкой сжатой сталежелезобетонной конструкции Лезера-Шинке.

Решения практических задач по рациональному использованию прочности основных конструкционных материалов стали и бетона в несущих строительных конструкциях были и остаются актуальными [3-5].

Пробные испытания бетонных кубиков размерами 140×140×140 мм, армированных тонколистовой арматурой, проведенные немецкими учеными Шинке и Лёзером в 1907 г. [17], показали упрочнение бетона, в зависимости от шага пластинок, в 6 раз. Однако «стараниями» проф. В.П.Некрасова [17, 18] этот вид высокоэффективного упрочнения бетона был забыт и заменен менее эффективным – сетчатым армированием, который имеет нормативную базу [29].

В качестве альтернативного решения предлагается конструкция сталежелезобетонной колонны с продольной стержневой и поперечной гладкой тонколистовой арматурой согласно Лезера-Шинке.

Поскольку нам неизвестны теоретически обоснованные методы расчета сжатых сталежелезобетонных элементов [8, 11, 16], армированных поперечными пластинами, то для отыскания физических закономерностей разрушения парных бетонных, железобетонных (ЖБ) и сталежелезобетонных (СЖБ) образцов в рамках механики разрушения микрополяризованной среды (МПС) [22] были проведены исследования сопротивления разрушению на осевое сжатие геометрически и физически подобных образцов разной прочности. Общий вид арматурных каркасов представлен на рис.1.



Рис.1 – Общий вид сварных арматурных каркасов с продольной стержневой горячекатаной периодического профиля арматурой Ø12A400С, поперечной холоднокатаной периодического профиля арматурой Ø4 Вр-I и листовой из холоднокатаного листа толщиной 1,8 мм.

Тяжелый бетон получен с использованием цемента М500 Балак-лейского цементного завода активностью 476 кгс/см^2 , нормальной густотой цементного теста (НГЦТ) 28%, плотностью $\rho_d = 3,1 \text{ г/см}^3$, который был доставлен с завода сразу же после его расфасовки. В качестве крупного заполнителя применяли гранитный щебень крупностью 5-10 мм, предварительно промытый в металлической емкости, с последующим высушиванием.

Песок использовали кварцевый Безлюдовского карьера (Харьковская область) с модулем крупности $M_{кр}^n = 2,4$.

Состав тяжелого бетона подбирали в соответствии с «Руководством по подбору составов тяжелого бетона» НИИЖБа Госстроя СССР [27] и рекомендаций В.И.Гоца [7]. Уточнение составов бетона проводили на пробных замесах [31].

Для сопоставления результатов исследования изготавливали бетонные, ЖБ и СЖБ образцы из бетона кубиковой прочностью 200 и 400. Состав бетона на 1 м^3 принят следующий:

Состав бетона	марки 200	марки 400
портландцемент М500	280 кг	480 кг
песок кварцевый	631 кг	464 кг
щебень гранитный	1244 кг	1207 кг
вода	207 кг	218 кг

Осадка стандартного конуса равнялась 4 см.

С целью улучшения строительно-технических свойств бетона и в первую очередь повышения подвижности и текучести бетонной смеси при бетонировании СЖБ образцов в состав бетона марки 400 была введена пластифицирующая добавка С-3 в размере 0,5% массы цемента в пересчете на сухое вещество. Введение пластифицирующей добавки С-3 в состав бетонной смеси проведено одновременно со всем количеством воды затворения [21].

Как показала практика [21, 27], пластифицированные бетонные смеси обеспечивают рост осадки конуса (ОК) от 2-4 до 20-25 см в течение 2-3 ч с момента их приготовления.

Кроме того, введение добавки С-3 в таком количестве в бетонную смесь исключает ее расслоение и делает ее легкоподвижной. Такие технологические качества конструкционных бетонов особенно необходимы при монолитном возведении СЖБ и сталетрубобетонных конструкций [14].

Поэтому изучение прочности сильно нагруженных СЖБ конструкций на основе пластифицированных бетонов марки 400 и выше имеет, по нашему мнению, не только научное, но и практическое значение. Опытные образцы запроектированы в виде бетонных призм

размером 150×150×600 мм, кубиков с размером ребра 150 мм, призм 150×150×100 и 150×150×75 мм. Одновременно с бетонными образцами изготавливались ЖБ образцы – элементы в виде призм размером 150×150×600 мм. Продольная арматура состояла из четырех стержней диаметром 12 мм из стали класса А400С Донецкого металлопрокатного завода. Согласно сертификату №1129 от 7.07.2005 г. механические свойства продольной арматуры могут быть представлены пределом прочности $\sigma_b = 54,7 \text{ кН/см}^2$; пределом текучести $\sigma_T = 40,2 \text{ кН/см}^2$ и относительным удлинением $\epsilon = 0,39$.

Концевые поперечные стержни арматурных каркасов СЖБ и поперечные стержни ЖБ образцов изготовлены из холодноотянутой проволоки периодического профиля Вр-I предприятия ОАО «Днепрометиз» диаметром 4 мм.

Стальные пластины размером 146×146 мм нарезали на гильотине из листа 1250×2500 мм толщиной 1,8 мм, прокатанного на ОАО МК «Запорожсталь» из стали марки 08 кп.

Заготовка элементов арматурных каркасов и их сборка выполнена в механических мастерских Харьковской национальной академии городского хозяйства. Отклонение линейных размеров элементов каркасов находится в пределах $\pm 0,5 \text{ мм}$. Насаживание пластинок на продольную арматуру выполнено по скользящей посадке, а фиксация (крепление) стержней (хомутов) поперечной арматуры – электродуговой сваркой. Electroды приняты диаметром 3 мм.

На рис.2 показано расположение элементов арматурных каркасов по длине и поперечным сечениям СЖБ элементов. Шаг хомутов арматурного каркаса принят равным 150 мм, т.е. стороне квадратного сечения элемента.

Бетонирование проводили в формах конструкции В.Н.Рудакова, которые представляют собой спаренные одиночные формы кассетного типа, смонтированные на общем поддоне из стального листа толщиной 6 мм. Боковые стенки из стального листа толщиной 6 мм сборно-разборные с внутренними пазами для перегородок-кассет. Спаренные формы в количестве 8 шт. изготовлены на машиностроительном заводе ОАО «Азовсталь» с высокими технологическими параметрами: отклонения от плоскостности опорных поверхностей кубов и призм, прилегающих к плитам пресса, не превышают 0,1 мм, а отклонения от перпендикулярности смежных граней кубов и призм не превышают 0,5 мм [6].

Количество форм, совместно с имеющимися в лаборатории строительных конструкций ХНАГХ, подобрано таким образом, чтобы

одновременно из одного замеса бетонной смеси можно было изготовить 24 образца: три стандартные бетонные призмы $150 \times 150 \times 600$ мм; три стандартных куба ребром 150 мм; три бетонные призмы $150 \times 150 \times 75$ мм, три бетонные призмы $150 \times 150 \times 100$ мм, три ЖБ призмы $150 \times 150 \times 600$ мм; и три серии образцов (по три образца в каждой) в виде СЖБ призм размером $150 \times 150 \times 600$ мм с различным шагом стальных пластин: $S=150$ мм; $S=100$ мм; $S=75$ мм.

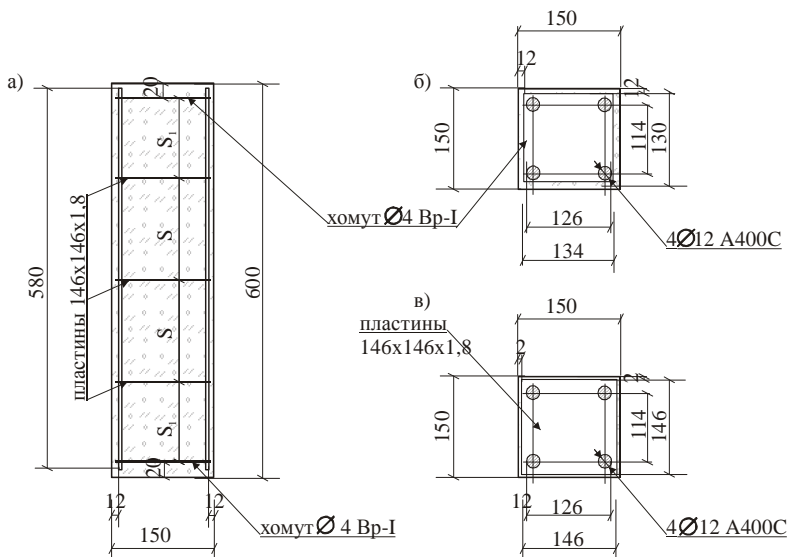


Рис.2 – Схема армирования СЖБ элемента:

а – по высоте $h = 600$ мм; б – по сечению в концевой части, шагом $S_1 = S - 20$ (мм);
в – то же, в средней части: шагом $S = 150; 100; 75$ (мм).

Таким образом, нами было изготовлено 96 образцов – (четыре серии по 24 образца в каждой) для испытаний на осевое сжатие и 72 образца – (три серии по 24 образца) для испытаний на внецентренное сжатие (рис.3). Для испытаний на осевое и внецентренное сжатие использован бетон марок 200 и 400 [15].

Тяжелый бетон всех серий был получен по обычной технологии: бетонную смесь перемешивали в бетономешалке продолжительностью 8-10 мин. Осадка стандартного конуса равнялась 4 см. Укладку бетона в металлические формы проводили в горизонтальном положении. Бетонную смесь уплотняли в формах на 0,5-тонной виброплощадке конструкции Харьковского ПромстройНИИпроекта (количество оборотов двигателя $n_0 = 2800$ об./мин.) продолжительностью 1 мин.

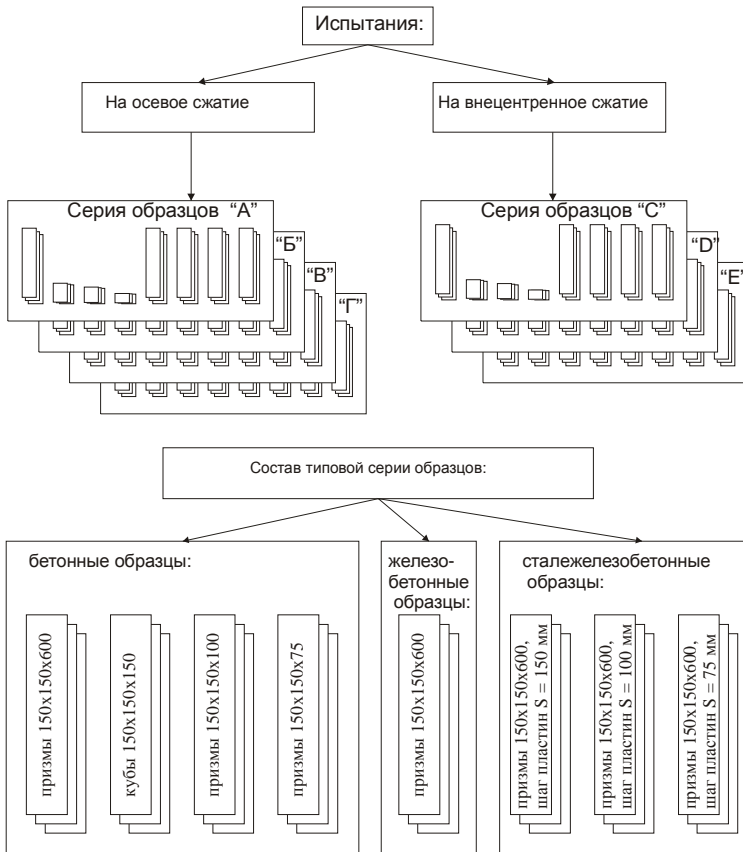


Рис.3 – Количество и состав опытных образцов

Распалубку образцов выполняли после трех дней естественного твердения при температуре 20-22 °С в формах, тщательно покрытых полиэтиленовой пленкой. Затем образцы до испытания хранили в герметизированной полиэтиленовой емкости при постоянных температурно-влажностных условиях от 90 до 210 дней в вертикальном положении. За 10-15 дней до испытания их разгерметизировали и хранили в лаборатории в воздушно-сухих условиях до постоянной массы.

Испытания образцов проводили на прессе ПСУ-250 Армавирского завода. При разрушающей нагрузке до 100 тс использовали шкалу А, при большей нагрузке – шкалу Б. Образцы на осевое и внецентренное сжатие испытывали по принятой в НИИЖБе методике [1, 2]. Перед

нагрузением образцы центрировали. Нагружение проводили ступенями, равными примерно 10% предполагаемой разрушающей нагрузки, с выдержкой нагрузки на каждой ступени в течение 10 мин.

Для измерения продольных и поперечных деформаций использовали индикаторы с ценой деления 0,001 мм на базе 200 мм, механические тензометры с базой 20 и 100 мм и тензорезисторы с базой 100 и 50 мм (рис.4). Отсчеты снимали в начале и в конце выдержки. В данной статье приводятся результаты разрушения образцов серий «Б» и «В» на осевое сжатие (табл.1, 2) с указанием только прочностных характеристик.



Рис.4 – СЖБ элемент во время испытания на осевое сжатие в прессе

Характер разрушения опытных образцов совпадает с результатами, приведенными в работах [12, 16], т.е. за 1-2 ступени нагрузки до разрушения (т.е. при 90-95% $N_{кр}$) во всех образцах посередине высоты, как правило, происходило откалывание защитного слоя и несущая способность элемента на этой стадии обеспечивается поперечно армированным бетонным сердечником с находящейся в нем продольной арматурой. Ранее, подобный характер разрушения сжатых образцов, армированных поперечными сетками, наблюдал А.С.Зурабян [10] «...в момент, когда напряжения в элементе достигают или несколько превышают R_b , защитный слой разрушается и отслаивается под некоторым углом φ к плоскости сеток. Угол наклона определяется воздействием средних касательных напряжений и для обычных марок бетона равен примерно 66-77°...».

При этом площадь поперечного сечения сердечника авторы [12] определяли по размерам пластин в плане, а А.С.Зурабян [10] площадь

минимизированного квадратного сечения элемента, находящегося между сетками, оценивал по формуле

$$A_{\min} = b - \left(\frac{S}{2 \operatorname{tg} \varphi} \right)^2, \quad (1)$$

где S – шаг сеток; b – сторона ядра сечения бетона на уровне сетки; $\operatorname{tg} \varphi$ – тангенс угла наклона плоскостей, ограничивающих зону упрочнения, к плоскости сетки.

Таблица 1 – Характеристика и результаты испытаний бетонных, ЖБ и СЖБ элементов серии «Б» на осевое сжатие

Марка элемента	Размер эле- мента b×b×h, мм	Кол-во, марка и сечение прод. арм- ры	Шаг по- перечных пластин, мм	Опытная разрушающая нагрузка, кН			
				элемента	средняя		прод. арм- ры, F _a
					элемента	бетона, F _b	
1.1		нет	нет	615,0	630,0	630,0	нет
1.2	150x150x600			710,0			
1.3				565,0			
2.1				816,0	842,3	842,3	
2.2	150x150x150			825,0			
2.3				886,0			
3.1				1150,0	1168,3	1168,3	
3.2	150x150x100			1190,0			
3.3				1165,0			
4.1				1530,0	1518,33	1518,3	
4.2	150x150x75			1485,0			
4.3				1540,0			
5.1		4Ø12A400C; A= 4,56 см ² ; σ _т = 40,2 кН/см ² ; σ _в = 54,7 кН/см ²	нет	765,0	780,0	630,0	150,0
5.2	150x150x600			790,0			
5.3				785,0			
6.1			150,0	880,0	901,0	751,0	150,0
6.2	150x150x600			898,0			
6.3				925,0			
7.1			100,0	985,0	990,0	840,0	150,0
7.2	150x150x600			975,0			
7.3				1010,0			
8.1			75,0	1055,0	1081,7	931,7	150,0
8.2	150x150x600			1090,0			
8.3				1100,0			

С целью упрощения формулы (1) для бетонов марки 400 и ниже $\operatorname{tg} \varphi$ он принимал численно равным $K = \operatorname{tg} \varphi = 4$.

При большом насыщении бетона сетками, а также при армировании бетонов низких марок высокопрочными сталями площадь сердеч-

ника определялась из выражения

$$A_{\min}^* = \left(b - \frac{S}{K} \right)^2, \quad (2)$$

что эквивалентно формуле (1) при условии $2\operatorname{tg}\varphi \equiv 2$, т.е. угол среза φ , в этом случае, принимался равным $63,5^\circ$, а шаг сеток гипотетически сокращался вдвое.

Таблица 2 – Характеристика и результаты испытаний бетонных, ЖБ и СЖБ элементов серии «В» на осевое сжатие

Марка элемента	Размер эле- мента b×b×h, мм	Кол-во, мар- ка и сечение прод. арм- ры	Шаг попе- речных пластин, мм	Опытная разрушающая нагрузка, кН			
				элемента	средняя		
					элемента	бетона, F _b	прод. арм- ры, F _a
1.1		нет	нет	885	916,7	916,7	нет
1.2	150x150x600			905			
1.3				960			
2.1				1130	1168,33	1168,33	
2.2	150x150x150			1170			
2.3				1205			
3.1				1585	1545	1545	
3.2	150x150x100			1550			
3.3				1500			
4.1				1885	1941,7	1941,7	
4.2	150x150x75			1900			
4.3				2040			
5.1		нет	нет	1140	1148,3	916,7	231,6
5.2	150x150x600			1145			
5.3				1160			
6.1		4Ø12A400C; A = 4,56 см ² ; σ _r = 40,2 кН/см ² ; σ _b = 54,7 кН/см ²	150,0	1265	1306	1074,4	231,6
6.2	150x150x600			1345			
6.3				1308			
7.1			100,0	1420	1421,7	1190,1	231,6
7.2	150x150x600			1465			
7.3				1380			
8.1			75,0	1502	1522,3	1290,7	231,6
8.2	150x150x600			1585			
8.3				1480			

Нами экспериментально установлено, что площадь сечения ядра сжатого СЖБ образца не является константой, а изменяется по мере насыщения бетона пластинчатой арматурой. Согласно рис.2 и характеру разрушения образца, при шаге пластин $S = 150$ мм, в концевой части площадь сечения ядра опытного элемента принята равной

$$A_u = b_1^2 = 14,2^2 = 201,64 \text{ см}^2,$$

где b_1 – сторона квадратного сечения ядра образца:

$$b_1 = 0,5 [(b_0 + D + 2d) + b], \quad (3)$$

$$b_1 = 0,5 [134 + 150] = 142 \text{ мм} = 14,2 \text{ см},$$

то же, при разрушении образца, с пластинами $S=100$ мм в центральной части:

$$A_u = b_1^2 = 13,6^2 = 184,96 \text{ см}^2,$$

где

$$b_1 = 0,5 [(b_0 + D) + b_n], \quad (4)$$

$$b_1 = 0,5 [126 + 146] = 136 \text{ мм} = 13,6 \text{ см},$$

то же, при разрушении образца, с пластинами $S = 75$ мм в центральной части:

$$A_u = b_1^2 = 13,0^2 = 169 \text{ см}^2,$$

где

$$b_1 = 0,5 [b_0 + b_n], \quad (5)$$

$$b_1 = 0,5 [114 + 146] = 130 \text{ мм} = 13,0 \text{ см},$$

$b_0 = 114$ мм – осевое расстояние между стержнями продольной арматуры; $b = 150$ мм – сторона квадратного сечения образца; $D = 12$ мм – диаметр продольной стержневой арматуры; $d = 4$ мм – диаметр поперечной арматуры (хомутов); $b_n = 146$ мм – сторона квадратной стальной пластинки.

Поверхность разрушения опытных образцов при осевом сжатии из тяжелого бетона одинакового качества определялась из условия идентичности характера их разрушения независимо от их относительной высоты h/b (табл.3, 4). В ходе испытаний установлено, что когда уровень сопротивления разрушению достигает предела прочности осевого сжатия, то как кубик, так и призма скалываются по наклонным плоскостям и их боковые части отделяются [22] (рис.5-7).

По нашему мнению, механика распространения трещин, в этом случае, полностью согласуется с концепцией квазихрупкого разрушения Ирвина и Орована [22, 32, 33] и не выходит за рамки теории Максвелла о дискретности физического тела и об адекватности предельного равновесного состояния нагруженного поликристаллического тела (в стадии предразрушения) критическому состоянию внутреннего трения между плоскостями скольжения [13].

Процесс разрушения при осевом раздавливании геометрически и физически подобных бетонных образцов подробно рассмотрен в авторских работах [22-26].

Здесь на основе принципа автомодельности [28] приводится ре-

шение аналитической задачи по определению приведенной призмической прочности R_b^* при осевом сжатии как бетонной призмы высотой $h < b$, так и призмы, заключенной между стальными пластинами СЖБ стержня [22].

Таблица 3 – Сравнение результатов опытных и теоретических исследований бетонных, ЖБ и СЖБ элементов серии «Б» при осевом сжатии при угле скольжения $\Phi = 63,53^\circ$

Размер элемента b×b×h, мм	Площадь раб. сече- ния эле- мента (ядра), см ²	Факт. прочность бетона, кН/см ²	Поверхн. разруш. на плоскости ХОУ, см ²	Коэффициент упрочнения бетона, η		Δ = $\frac{(\eta^{on} - \eta^T)}{\eta^{on}} \times 100\%$
				опыт	теория	
Образцы 1.1 - 1.3						
150x150x600	225	2,80	225	1	1	0
Образцы 2.1 – 2.3						
150x150x150	225	3,744	168,19	1,337	1,338	0
Образцы 3.1-3.3						
150x150x100	225	5,193	124,5	1,855	1,807	2,59
Образцы 4.1-4.3						
150x150x75	225	6,748	98,02	2,41	2,296	4,75
Образцы 5.1-5.3						
150x150x600	225	2,80	225	1	1	0
Образцы 6.1- 6.3						
150x150x600	201,64	3,725	151,69	1,33	1,33	0
Образцы 7.1- 7.3						
150x150x600	184,96	4,542	110,57	1,622	1,673	-3,14
Образцы 8.1 – 8.3						
150x150x600	169	5,513	83,09	1,969	2,034	-3,30

Таблица 4 – Сравнение результатов опытных и теоретических исследований бетонных, ЖБ и СЖБ элементов серии «В» при осевом сжатии при угле скольжения $\Phi = 61, 83^\circ$

Размер элемента b×b×h, мм	Площадь раб. сече- ния эле- мента (яд- ра), см ²	Факт. прочност. бетона, кН/см ²	Поверхн. разруш. на плоскости ХОУ, см ²	Коэффициент упрочнения бе- тона, η		$\Delta = \frac{(\eta^{on} - \eta^T)}{\eta^{on}} \times 100\%$
				опыт	теория	
Образцы 1.1 - 1.3						
150x150x600	225	4,074	225	1	1	0
Образцы 2.1 – 2.3						
150x150x150	225	5,193	176,48	1,275	1,275	0
Образцы 3.1-3.3						
150x150x100	225	6,867	132,0	1,686	1,705	-1,13
Образцы 4.1-4.3						
150x150x75	225	8,63	104,38	2,118	2,156	-1,79
Образцы 5.1-5.3						
150x150x600	225	4,074	225	1	1	0
Образцы 6.1- 6.3						
150x150x600	201,64	5,328	159,06	1,308	1,268	3,06
Образцы 7.1- 7.3						
150x150x600	184,96	6,434	117	1,580	1,581	0
Образцы 8.1 – 8.3						
150x150x600	169	7,638	88,31	1,875	1,914	-2,10



Рис.5 – Характер разрушения коротких СЖБ элементов

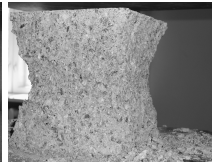


Рис.6 – Характер разрушения бетонных кубиков размером ребра 15 см



Рис.7 – Характер разрушения бетонных призм сечением 150×150 мм и высотой h :
 $a - h = 100$ мм; $б - h = 75$ мм.

Условия автомодельности для геометрически и физически подобных бетонных образцов следуют из уравнения

$$\eta = \frac{R_b^*}{R_b} = \frac{A_{\max}^*}{A_{\min}^*}, \quad (6)$$

где η – коэффициент упрочнения бетона:

$$A_{\max}^* = b^2, \quad (7)$$

$$A_{\min}^* = b^2 - (b - 2y_{\kappa}^*)^2 = 4y_{\kappa}^* (b - y_{\kappa}^*) \quad (8)$$

при

$$y_{\kappa}^* = h_t / \operatorname{tg} \Phi; \quad (9)$$

$$h_t = 0,5 h, \quad (10)$$

где h – высота бетонной призмы;

$$h_t = 0,5(S - t^*). \quad (11)$$

Здесь S – шаг пластин в пределах h ; t^* – толщина пластины (рис.1, 2); A_{\min}^* – поверхность разрушения бетонного образца высотой $h \leq b$ на плоскости XOY; A_{\max} – поверхность разрушения бетонной призмы высотой $h = b \cdot \operatorname{tg} \Phi$ на плоскости XOY; Φ – угол скольжения бетона в град, определяется по формуле

$$\Phi = \arctg[t + \sqrt{t(t-1)}], \quad (12)$$

где $t = R_{\kappa} / R_b$. (13)

Отметим еще одно важное свойство автомодельности (6): оно в полной мере эквивалентно энергетическому нелинейному критерию разрушения Райса-Черепанова (критерию J-интеграла) [20, 30], занимающему одно из ведущих положений в механике разрушения упругопластических тел.

Результаты обработки опытных данных были сведены в табл.3, 4. На основе этих результатов можно судить об эффективности использования прочности тяжелого бетона и конструкционной стали в бетонных и композиционных конструкциях, работающих на осевое сжатие.

В целом, если судить по фактической прочности бетона, площади рабочего сечения ядра и коэффициенту упрочнения бетона η , негибкие бетонные конструкции работают на осевое сжатие эффективнее и железобетонных, и сталежелезобетонных.

Для оценки эффективности существующих методов прогнозирования прочности сжатых СЖБ конструкций, армированных стальными пластинами, воспользуемся методами Лукша-Мацкевича [12, 16] и Зурабяна [10]. Оценку проведем для СЖБ элемента, армированного стальными пластинами шагом $S=75$ мм и тяжелого бетона серий «Б» и «В».

По Лукша-Мацкевичу:

$$R_{bn, red} = R_{bn} + \varphi_{cal} \cdot \mu_{xy} R_{sn}, \quad (14)$$

где

$$\varphi_{cal} = \chi + \rho \frac{R_{bn}}{\sigma_{s.t}} + \omega \frac{R_{bn}^2}{\sigma_{s.t}^2}. \quad (15)$$

Здесь $\chi = 1,17$; $\rho = 0,259$; $\omega = -1,858 \cdot 10^{-3}$ – коэффициенты для гладких пластин толщиной $t=1,8$ мм и продольной арматуры А-III; $\sigma_{s.t}$ – напряжение реактивного обжатия бетона пластинами

$$\sigma_{s.t} = t^* \cdot \sigma_{T,n} / S, \quad (16)$$

$\sigma_{T,n} = 23$ кН/см² – предел текучести стали пластин.

При $R_{bn} = 2,8$ кН/см² (серия «Б») получим: $\varphi_{cal} = 2,4362$;

$R_{bn, red} = 4,37$ кН/см²; $\eta^T = 4,37/2,8 = 1,561$.

$$\Delta = \frac{(\eta^{on} - \eta^T)}{\eta^{on}} \cdot 100\% = \frac{(1,97 - 1,561)}{1,97} \cdot 100 = 20,76\%.$$

При $R_{bn} = 4,074$ кН/см² (серия «В») получим:

$\varphi_{cal} = 2,981$; $R_{bn, red} = 5,994$ кН/см²; $\eta^T = 5,994/4,074 = 1,471$.

$$\Delta = \frac{(\eta^{on} - \eta^T)}{\eta^{on}} \cdot 100\% = \frac{(1,875 - 1,471)}{1,875} \cdot 100 = 21,55\%.$$

По нашей теории расхождения составили:

для серии «Б» – $\Delta = -3,3\%$; серии «В» – $\Delta = -2,10\%$.

Если же учесть расхождение в принятой площади ядра сечения: по Лукша-Мацкевичу $A_j = 14,6^2 = 213,16$ см²; по нашим расчетам $A_j = 169$ см², т.е. снижение площади A_j в 1,261 раза, то фактические коэффициенты упрочнения по Лукша-Мацкевичу составят: для бетона серии «Б» $\eta^T = 1,561 \cdot 1,261 = 1,968$; то же, серии «В» $\eta^T = 1,471 \cdot 1,261 = 1,855$; т.е. практически совпадут с опытными (табл.3, 4).

По методу Зурабяна при большом насыщении бетона сетками и разрушении бетона от воздействия сил среза [10]:

$$R_{bn, red} = \eta^* \cdot R_{bn}, \quad (17)$$

где η^* – эмпирический коэффициент упрочнения бетона:

$$\eta^* = (1 + 0,4K) \cdot ((b - S / K)^2) / b^2. \quad (18)$$

Тогда при $K=4$; $b = 13$ см; $S = 7,5$ см; $\eta^* = 1,904$.

Количественные расхождения коэффициента упрочнения бетона η^* составили:

$$\text{для серии «Б» } \Delta = \frac{(\eta^{on} - \eta^T)}{\eta^{on}} \cdot 100\% = \frac{(1,97 - 1,904)}{1,97} \cdot 100 = 3,35\%;$$

$$\text{для серии «В» } \Delta = \frac{(1,875 - 1,904)}{1,875} \cdot 100 = -1,55\%.$$

Таким образом, коэффициенты упрочнения тяжелого бетона, вычисленные по А.С.Зурабяну [10], при условии $\varphi = 63,5^\circ = \text{const}$, практически совпадают с вычисленными по предлагаемой нами методике.

В ходе испытаний было обнаружено резкое упрочнение бетона с возрастом. Если у Р.Залигера [9] упрочнение бетона, твердеющего в естественных условиях, составило: при возрасте до трех месяцев R_{28} возросло от 1,17 до 1,7 раза, а при возрасте до шести месяцев – 1,22-1,70 раза, то у А.С.Зурабяна [10] прочность пропаренного обычного бетона увеличилась в 1,2 раза. Прочность наших опытных образцов из обычного бетона, твердеющих в герметизированной полиэтиленовой емкости при температуре $t = 20-23^\circ\text{C}$, марки 200 за четыре месяца возросла в 1,7 раза, а за 5 месяцев – в 1,87 раза. Прочность образцов из пластифицированного бетона марки 400 с добавкой С-3 в размере 0,5% за три месяца возросла в 1,23 раза, а за четыре – в 1,31 раза. По Уизею [19], прочность при сжатии обычного тяжелого бетона, в зависимости от влажности окружающей среды, по истечении 3-6-месячного срока возросла в 1,5-1,9 раза.

1.Беликов В.А., Зурабян А.С. Исследование длительной прочности сжатых железобетонных элементов из высокопрочного бетона // Труды НИИЖБ'а. Совершенствование железобетонных конструкций / Под ред. проф. А.П.Васильева. – 1978. – Вып.27. – С.5-26.

2.Беликов В.А., Русанова Л.П., Пазюк Ю.В. Исследование прочностных и деформативных свойств микрозернистого бетона и сжатых железобетонных элементов из него // Труды НИИЖБ'а. Совершенствование железобетонных конструкций / Под ред. проф. А.П.Васильева. – 1978. – Вып.27. – С.27-52.

3.Вахненко П.Ф., Губий Н.Н., Роговой С.И. Эффект применения поперечного пластинчатого армирования в сжатых железобетонных элементах // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1985. – №2. – С.129-132.

4.Вахненко П.Ф., Павліков А.М. та ін. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1999. – 508 с.

5.Голышев А.Б. и др. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под ред. А.Б.Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1990. – 544 с.

6.ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП, 1990. – 42 с.

7.Гоц В.І. Бетони і будівельні розчини. – К.: КНУБА, 2003. – 472 с.

8.Губий Н.Н. Напряженно-деформированное состояние, расчет прочности и деформативности сжатых железобетонных элементов с косвенной пластинчатой и сетча-

той арматурой: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – К.: НИИСК, 1985. – 20 с.

9.Залигер Р. Железобетон, его расчет и проектирование: Пер. с нем. – 5-е изд. – М.-Л.: ГНТИ, 1931. – 671 с.

10.Зурабян А.С. Исследование длительной прочности и деформативности высокопрочного бетона и элементов с поперечным армированием: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – М., 1975: НИИЖБ. – 21 с.

11.Котлова Н.А. Несущая способность железобетонных колонн с косвенным армированием пластинами и высокопрочной продольной арматурой: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Свердловск: УПИ, 1984. – 24 с.

12.Лукша Л.К., Мацкевич А.С., Мордич А.И. Сжатые элементы с косвенной листовой арматурой // Бетон и железобетон. – 1989. – №4. – С.28-30.

13.Максвелл Дж. К. Трактат об электричестве и магнетизме. В 2-х т.: Пер. с англ. – М.: Наука, 1989. – Т.1. – 410 с.; Т.2. – 436 с.

14.Малинина Л.А., Батраков В.Г. Бетонovedение: настоящее и будущее // Бетон и железобетон. – 2003. – №4. – С.2-6.

15.Матасюк Н.Г., Филиппов Б.П., Сулейман Шериф. Прочность и деформативность железобетонных стыков колонн каркаса многоэтажных зданий // Труды НИИЖБ'а. Стыки сборных железобетонных конструкций. – М: Стройиздат, 1970. – С.34-61.

16.Мацкевич А.С. Прочность негибких сжатых железобетонных элементов с листовым косвенным армированием: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Минск: БПИ, 1989. – 19 с.

17.Некрасов В.П. Новейшие приемы и задачи железобетонной техники // Зодчий. – 1908. – №27. – С.243-250.

18.Некрасов В.П. Метод косвенного вооружения бетона. Новый железобетон. Ч.1. – М.: Транспечать, 1925. – 258 с.

19.Нилендер Ю.А. Механические свойства бетона и железобетона: Справочник проектировщика промышленных сооружений. Т.IV. Железобетонные конструкции. Гл. ред. тома Г.Ф.Кузнецов. – М. - Л.: ОНТИ, 1935. – 804 с.

20.Панасюк В.В., Андрейкив А.Е., Партон В.З. Основы механики разрушения. Т.1. – К.: Наукова думка, 1988. – 488 с.

21.Рекомендации по применению добавок суперпластификаторов в производстве сборного и монолитного железобетона. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – 95 с.

22.Рудаков В.Н. Некоторые физические аспекты механики разрушения сжатых бетонных и сталебетонных конструкций // Вісник ОДАБА. Вип. 23. – Одеса: Місто майстрів, 2006. – С.273-285.

23.Рудаков В.Н. О механизме деформирования кристаллического (поликристаллического) квазиизотропного тела в рамках атомистического мировоззрения // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: Зб. наук. праць. Вип.6. – Львів: Каменяр, 2005. – С.127-139.

24.Рудаков В.Н., Рахим Соран. К расчету прочности сжатых сталежелезобетонных конструкций, армированных продольной и косвенной арматурой // Вісник Дон. НАБА Вип.8 (56). – Макіївка, 2005. – С.30-37.

25.Рудаков В.Н., Рахим Соран. Расчет сжатых сталежелезобетонных элементов с поперечной тонколистовой арматурой в рамках механики микрополяризованной среды. // Вісник Дон. НАБА. Вип.5 (61). – Макіївка, 2006. – С. 37-44.

26.Рудаков В.Н., Рахим Соран, Стороженко И.А. К применению энергетического критерия Райса-Черепанова для оценки прочности сталебетонных конструкций // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: Зб. наук. праць. Вип.6. – Львів: Каменяр, 2005. – С.120-126.

27.Руководство по подбору составов тяжелого бетона / НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1979. – 103 с.

- 28.Седов Л. И. Методы подобия и размерности в механике. – М.: Наука, 1977. – 440 с.
- 29.СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
- 30.Черепанов Г.М. Механика разрушения. – М.: Наука, 1974. – 640 с.
- 31.Шалимо М.А. Лабораторный практикум по технологии бетонных и железобетонных изделий. – Минск: Выс. шк., 1987. – 196 с.
- 32.Irwin G.R., Kies I.A. and Smith H.L. Fracture strength relative to onset and arrest of crack propagation. // Proc. Americ. Soc. Test. Mater., 1958/1959, 58. – Pp. 640-657.
- 33.Orowan E.O. Fundamentals of brittle behavior of metals in "Fatigue and Fracture of Metals", Wiley. N.-Y., 1950. – Pp. 139-167.

Получено 23.02.2007

УДК 624.012 : 539.4

М.О.ОВСІЙ

ПП «Будекспертиза», м.Полтава

**РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ПЕРЕРІЗІВ, ЯКІ НОРМАЛЬНІ
ДО ПОЗДОВЖНЬОЇ ОСІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ,
ЩО ЗГІНАЮТЬСЯ І ПІДСИЛЕНІ ШЛЯХОМ ВСТАНОВЛЕННЯ
ДОДАТКОВОЇ АРМАТУРИ В РОЗТЯГНЕНІЙ ЗОНІ,
ЯКА ПРИВАРЕНА ДО ІСНУЮЧОЇ (ОСНОВНОЇ)**

Наводиться метод розрахунку міцності перерізів, які нормальні до поздовжньої осі залізобетонних елементів, що згинаються і підсилені шляхом встановлення додаткової арматури в розтягненій зоні, яка приварюється до існуючої. Розрахунок міцності нормальних перерізів виконується з урахуванням передумов навантаження залізобетонного елемента, що підсилюється. Наведено приклад розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонної балки, яка підсилена в розтягненій зоні додатковими арматурними стержнями, які закріплюються до поздовжньої арматури за допомогою електродугового зварення.

На сьогодні підсилення розтягнених зон перерізів, які нормальні до поздовжньої осі залізобетонних елементів, що згинаються, виконується методами, які наводяться в роботах [1-5] та ін.:

- ◆ шляхом встановлення додаткових елементів з арматурної сталі чи полімерних джутів і склотканини, які приварюються до існуючої переривистими зварними швами чи приклеюються на полімеррозчині до бетону;
- ◆ шляхом встановлення додаткових елементів із прокатного металу (листа, кутика, швелера, двотавра), які приварюються до існуючої поздовжньої арматури переривистими зварними швами чи приклеюються на полімеррозчині до бетону та закріплюються за допомогою додаткових анкерів;
- ◆ шляхом встановлення шпренгельних затяжок із прокатного металу (листа, кутика, швелера, двотавра) та арматурної сталі, які прива-